

G 35

Ponte in muratura sul fiume Sesia

nella ferrovia in costruzione

DI

Asti—Casale—Mortara



DISSERTAZIONE E TEST

PRESENTATE

ALLA COMMISSIONE ESAMINATRICE

della Regia Scuola d'Applicazione per gli Ingegneri in Torino

DA

MARTINENGO LEOPOLDO

da Casale Monferrato

PER OTTENERE IL DIPLOMA

DI

Ingegnere laureato



TORINO 1869.

Tipografia Fodratti, Via Ospedale, 21.

1888

THE

1888

1888

1888

1888

1888

1888

1888

1888

1888

1888

1888

AI DILETTI MIEI GENITORI



AGLI AMICI

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

1911

CENNI PRELIMINARI

A distanza di 4330 metri dalla foce del fiume Sesia nel Po nella direzione Est-Ovest è sul primo dei fiumi ora detti situato il ponte, di cui è nella presente dissertazione discorso. Esso è in muratura. L'asse suo rettilineo normale alla direzione della corrente ha la lunghezza di m. 340, 80. La profondità de' suoi volti è di m. 10, di cui m. 9, 60 segnano la distanza tra i due parapetti* da intendersi divisa in due parti; la prima di m. 5, 50 per la larghezza della strada carreggiabile, e la seconda di m. 4, 10 per quella della strada ferrata, la quale dalla carreggiabile trovasi separata per mezzo di una lamiera in ferro dell'altezza di m. 3.

Gli archi con corda di m. 17, 50 e con monta di m. 2, 50 sono in numero di 16 lasciando così alle acque del fiume una luce libera di m. 280. Le pile hanno spessore di m. 2, 80 all'altezza del piano d'imposta, il quale si trova alto m. 104 sopra il livello del mare, vale a dire mezzo metro al disopra del più alto livello che le acque del fiume possono raggiungere nel caso delle grandi piene e m. 4 più sopra del pelo delle magre, che nella sezione trasversale del fiume in vicinanza del ponte trovasi avere m. 100 per ordinata rispetto al livello del mare.

* I parapetti rappresentati nel disegno appartengono ad un primo progetto.

Ho detto che il ponte si trova a 4330 metri dalla foce del fiume Sesia nel Po. Giova notare come tale posizione sia convenientissima avuto riguardo alla poca velocità che l'acqua possiede in tale località per tre distinte ragioni :

1° perchè in tal sito si verifica una inclinazione del letto pochissimo sensibile, trovandosi esso nel passaggio da una pendenza di m. 0,0036 per metro ad un'altra di m. 0,00067.

2° perchè l'ampiezza del rigurgito prodotto dalla confluenza del fiume Sesia col Po anche nei casi più sfavorevoli si protende a m. 7474 dalla foce, mentre nelle grandi piene arriva fino a m. 11253.

3° perchè la chiamata allo sbocco prodotta dal Po anche nei casi di grande magra in questo fiume si estende non al di là di m. 2386 dalla foce della Sesia verso la sua origine.

Poichè siamo a parlare della velocità dell'acqua in vicinanza del ponte sarà conveniente verificare come dessa non sia troppo grande per essere di danno alle fondazioni, anche dopo di aver subito l'incremento dovuto al passaggio dell'acqua per la luce libera del ponte.

La velocità dell'acqua in una sezione a monte del ponte, che indico con v fu trovata di m. 1,89. Cerchiamo che cosa diventerà per l'acqua che passa nella luce libera. Il valore di questa nuova velocità può ritenersi dato dalla formola :

$$V = \sqrt{2g(s+h)} \dots \dots \dots (1)$$

in cui, s è l'altezza dovuta alla velocità v per cui

$$s = \frac{v^2}{2g} = 0,1821$$

h è l'incremento che subisce l'altezza naturale dell'acqua nel passare tra pila e pila ;

g , la gravità;

V , la velocità incognita.

In quanto ad h può essere dato dalla condizione

$$Ly\sqrt{s} = lk\sqrt{s+h} + lh\sqrt{s+\frac{4}{9}h} \dots \dots (2)$$

la quale esprime (moltiplicando ambo i membri per $\sqrt{2g}$) che l'acqua, che passa per una sezione a monte del ponte deve pur passare in un tempo uguale per la sua luce libera, da intendersi scomposta in due parti; e nella quale si ha:

L larghezza della sezione a monte;

y altezza media dell'acqua in questa sezione;

k altezza del pelo naturale della corrente sull'orlo inferiore della sezione libera.

h l'incremento in questione;

l larghezza della luce libera.

Se si consideri solo la parte di sezione in cui l'acqua è più profonda e dotata quindi di maggior velocità, il che si verifica per le otto prime arcate, che sono a destra della corrente, si potrà ritenere $L = 163$ m.; $y = 3,95$; $k = 4$ ed $l = 8 \times 17,50 \times 0,9$ essendo 0,9 un coefficiente di contrazione. Risolvendo l'equazione (2) a tentativi coi dati ora enunciati si trova $h = 0,41$, e sostituendo questo valore nella equazione (1) si avrà $V = 2,39$ per cui sarà $V - v = 0,50$, incremento assai piccolo per estendere a profondità maggiore di alcuni centimetri l'azione degli scavi, che l'acqua tende a produrre nel riprendere a valle del ponte la velocità primitiva.

Dei Volti.

La superficie d'intrados dei volti è una superficie cilindrica a direttrice un arco di circolo di corda m. 17,50 e di saetta m. 250. La superficie d'estrados presenta 4 risalti posti due ad un terzo e gli altri due a due terzi del volto, il quale così avrà 3 differenti spessori, cioè:

Spessore del volto alla chiave.....	m. 1,05
Id. id. tra la 1 ^a e la 2 ^a risega.....	„ 1,20
Id. id. tra la 2 ^a risega ed il pulvinare ..	„ 1,35

Di questi valori il primo è il più importante avuto riguardo alla stabilità del volto. Esso secondo la formola empirica di Leveillé

$$S = \frac{1 + 0,1 \cdot C}{3}$$

in cui C è la corda; sarebbe nel nostro caso di m. 0,91.

Recentemente il prof. cav. *G. Curioni* dava una formola teorica determinatrice del suddetto spessore alla chiave. Indicando con

z_0 lo spessore alla chiave;

ρ_0 il raggio corrispondente alla curvatura del volto alla chiave;

a la distanza dal vertice dell'estrados al suolo stradale, più l'altezza fittizia, che assumerebbe un prisma di muratura pesante come il sovraccarico;

Π il peso del metro cubo di muratura;

R il coefficiente di rottura;

n il coefficiente di stabilità.

egli pone:

$$n R z_0 = \Pi \left(\frac{1}{2} z_0 + (a + \rho_0) z_0 + a \rho_0 \right) \dots (1)$$

essendo il 2° membro il valore della spinta orizzontale del volto dedotta dal considerare ogni elemento di volto compreso fra due giunti come lati rigidi di un poligono funicolare sottoposto all'azione del peso del volto col sovraccarico; e dal cercare quindi il valore della forza tangenziale, che in esso si sviluppa: ed il 1° membro la pressione, a cui si può con stabilità fare soggiacere la superficie del giunto alla chiave, considerando per semplicità una profondità di volto uguale all'unità.

Ricavando pertanto il valore di z_0 dall'equazione or posta; ponendo, come nel nostro caso

$$a = 1^m, 40 \quad \rho_0 = 16^m, 56 \quad \Pi = 2000 \text{ kg.} \quad R = 650000$$

e contentandoci di $n = \frac{1}{8}$, si trova

$$z_0 = 1, 1.$$

Ora essendo lo spessore reale di m. 1,05 compreso fra il teorico e l'empirico 0,91 si può a buon diritto ritenere come lo spessore reale sia conveniente.

Verificato lo spessore alla chiave sarebbe desiderabile di possedere un metodo teorico di facile applicazione pratica per verificare la convenienza degli altri spessori del volto. Ma, nè per determinare questi a priori, nè quindi per verificarli in un volto già costruito non si conosce finora metodo soddisfacente.

Lasciando pertanto di accennare ad un metodo pratico suggerito in proposito dal sopranominato Professore cominceremo a verificare la stabilità del volto nei diversi giunti col metodo di Mery, detto della curva delle pressioni.

Consiste desso nel fare primieramente diverse ipotesi intorno al modo, con cui il volto può rovinare. Ciò può accadere o per strisciamento d'un giunto sull'altro, oppure per rotazione dell'uno intorno allo spigolo di intrados o di estrados dell'altro. Eliminando il primo caso poco avverabile per la forza di attrito molto considerevole fra giunto e giunto rimane il secondo caso, il quale si può tradurre in quattro principali ipotesi:

1° Il volto può fendersi alla chiave verso l'intrados aprendosi all'imposta verso l'estrados;

2° Può fendersi alla chiave verso l'estrados ed all'imposta verso l'intrados;

3° Può fendersi contemporaneamente alla chiave ed all'imposta verso l'intrados aprendosi verso l'estrados in un giunto intermedio;

4° Può fendersi contemporaneamente alla chiave ed all'imposta verso l'estrados aprendosi verso l'intrados in un giunto intermedio.

Ciò posto si calcolano le spinte orizzontali per le diverse ipotesi, poscia scomposto in convenienti parti il volto, si calcolano i pesi che gravitano sui giunti separanti le suddette parti e si trovano le posizioni dei centri di gravità delle figure che le rappresentano. — Considerando poi un giunto qualunque si cerca in quale punto

viene incontrato dalla risultante del peso, che gli corrisponde e dalla spinta orizzontale: il primo essendo rappresentato da una retta verticale che passa pel centro di gravità della parte che si considera; la seconda da una retta orizzontale passante, a seconda delle ipotesi, nell'uno o nell'altro di due punti che dividono in tre parti eguali lo spessore del volto alla chiave. — La risultante suddetta, variabile per le quattro ipotesi, somministrerà per ogni giunto 4 punti, e riunendo fra loro quelli, che alla medesima ipotesi corrispondono, risulteranno 4 linee. Se queste linee saranno comprese fra altre due che siano il luogo geometrico, l'una dei punti situati nei diversi giunti ad $\frac{1}{3}$ dal loro spessore a partire dall'intrados, l'altra di quelli situati ai $\frac{2}{3}$; allora si dirà che il volto è stabile.

Prendendo a considerare il nostro caso particolare cominceremo dalla prima ipotesi, come quella più facile a verificarsi in un volto a monta depressa.

Prima di calcolare la spinta orizzontale converrà meglio trovare i valori dei pesi gravitanti sui diversi giunti e la posizione delle rette con cui li rappresenteremo.

Sia perciò in $ABCDEF$ (*fig. 9°*) rappresentato un mezzo volto $ABEF$ più un altro masso (di cui il peso supporremo, e ciò in favore della stabilità, pari a quello della muratura) da intendersi composto: 1° del rinfiango effettivamente in muratura; 2° del riempimento compreso il ballast; 3° di un prisma fittizio di muratura lungo CD e di altezza tale (0,80) da far lo stesso effetto del sovraccarico (kg. 1600 per mq.).

Consideriamo, per semplicità, una profondità di volto uguale all'unità nel sito dove sono collocate le traversine, laddove, cioè, viene maggiormente cimentata la resistenza del volto, e diviso il semi-arco d'intrados per es. in 9 parti; condotti i due giunti 1', 1 : 2', 2 : 3', 3.... nella direzione dei raggi e verticalmente 1', 1'': 2', 2'': 3', 3'..... scomponiamo così la figura in 9 parti.

La superficie di queste parti rappresenta evidentemente il peso del masso, che loro corrisponde, poichè il peso del mc. (2000 kg.)

ossia dell'unità di volume è fattore comune di tutte le parti, di cui l'area rappresenta effettivamente il volume, per essersi considerata una profondità di volto pari ad 1 metro.

L'area poi di ciascuna parte intenderemo composta del *concio* (1, 2, 1', 2'.) e della *superficie trapezoidale* (1', 2', 1'', 2'') sovraincombente.

Convenendo ancora di computare il numero d'ordine dei giunti a partire dal giunto 1, 1' ed andando verso l'imposta, seguendo il medesimo ordine per le parti, si tratta di calcolare il peso della 1^a parte premente sul 1^o giunto; poi quello dell'assieme delle parti 1^a e 2^a premente sul 2^o giunto; poi quello dell'assieme delle parti 1^a, 2^a e 3^a del 3^o giunto, e così via: poscia trovare la posizione delle rette verticali che passano pei centri di gravità dei pesi suddetti.

A questo si giunge in modo spedito ordinando le operazioni secondo la seguente Tavola **A**.

PESI ELEMENTARI						SOMME PARZIALI			
N° d'ordine delle parti	Superficie trapezoidale	Superficie del concio	Superficie totale delle parti	BRACCI	MOMENTI	N° D'ORDINE DELLE PARTI	SUPERFICIE	MOMENTI	BRACCI
1 ^a	1, 562	1, 102	2, 664	8, 30	22, 078	1 ^a	2, 664	22, 078	8, 30
2 ^a	1, 667	1, 102	2, 769	7, 15	19, 805	1 ^a + 2 ^a	5, 433	41, 883	7, 70
3 ^a	1, 705	1, 102	2, 807	6, 10	17, 140	1 ^a + 2 ^a + 3 ^a	8, 240	59, 023	7, 16
4 ^a	1, 650	1, 260	2, 910	5, 00	14, 550	1 ^a + 2 ^a + ... + 4 ^a	11, 150	73, 573	6, 59
5 ^a	1, 995	1, 260	2, 355	3, 95	11, 337	1 ^a + 2 ^a + ... + 5 ^a	14, 405	84, 910	5, 89
6 ^a	2, 475	1, 260	3, 735	2, 85	10, 630	1 ^a + 2 ^a + ... + 6 ^a	18, 140	95, 540	5, 26
7 ^a	2, 677	1, 485	4, 162	1, 75	7, 280	1 ^a + 2 ^a + ... + 7 ^a	22, 302	102, 820	4, 61
8 ^a	3, 000	1, 485	4, 485	0, 75	3, 363	1 ^a + 2 ^a + ... + 8 ^a	16, 787	106, 183	4, 00
9 ^a	3, 230	1, 485	4, 715	- 0, 15	- 0, 706	1 ^a + 2 ^a + ... + 9 ^a	31, 502	105, 477	3, 35
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)

Essa è divisa in due parti. Nella 1^a, intitolata pesi elementari, vi sono le superficie, i bracci di leva ed i momenti delle parti, presi separatamente rispetto al punto *A* (fig. 9^a). Nella 2^a, intitolata somme parziali vi sono dapprima le superficie rappresentanti i valori dei pesi, che gravitano sopra ciascun giunto, poscia i loro momenti e bracci rispetto al medesimo punto *A*, i quali bracci sono quelli appunto, che servono a porre a sito sulla figura le rette verticali rappresentanti dei pesi ora nominati. L'ultimo numero adunque della colonna (10) rappresenta la distanza orizzontale del centro di gravità del masso *ABCDEF* dal punto *A*, in cui si proietta la linea d'imposta del volto. Di questo valore si aveva bisogno per poter calcolare la spinta orizzontale, il che ora faremo.

Osserviamo perciò, che la nostra 1^a ipotesi vuole, che il volto sia per rotare contemporaneamente intorno allo spigolo *E* del giunto alla chiave ed intorno allo spigolo *A* di quello all'imposta. Ora se ciò è, la teoria insegna, che pressione massima si avrà nei punti suddetti e nulla nei punti *F* e *B*; e che il punto d'applicazione delle forze agenti sui giunti considerati si trovano rispettivamente nei punti *G* e *G'* situati ad un terzo dei giunti stessi a partire dagli spigoli maggiormente premuti. Ne segue che considerando le forze sollecitanti il masso *ABCDEF* applicate in tali punti, ed il peso del masso stesso applicato al suo centro di gravità risulta la spinta orizzontale *Q*, espressa da

$$Q = P \frac{3d + z_i \operatorname{sen} \varphi}{2z_0 + 3m - z_i \operatorname{cos} \varphi}$$

essendo z_0 lo spessore del giunto alla chiave;

z_i quello del giunto all'imposta;

φ l'angolo che fanno tra loro i suddetti giunti;

m la monta;

P il peso di *ABCDEF* rappresentato dall'ultimo numero della colonna (8) della Tavola **A**.

d la distanza orizzontale del centro di gravità del peso suddetto dal punto A rappresentata dall'ultimo numero della colonna (10).

Sostituendo i nostri valori particolari:

$$Q = 31,502 \frac{3 \cdot 3,35 + 1,35 \cdot \text{sen } 35^\circ - 53'}{2 \cdot 1,05 + 3 \cdot 2,50 - 1,35 \cdot \text{cos } 31^\circ - 53'}$$

Si hanno ora tutti gli elementi per costruire la curva delle pressioni risultante, come dicemmo in principio, dall'unione dei punti, che sono intersezione di ciascun giunto colla risultante di Q e del peso relativo al giunto, che si considera, e che è somministrato dalla colonna (8). Si trova in tal modo la curva GG' soddisfacente alla condizione richiesta dal metodo applicato.

Passando ora alla seconda ipotesi si farà presto a considerarla, poichè la Tavola **A** vale per tutte le ipotesi. Ciò che varia è il valore della spinta orizzontale, da dedursi qui col supporre le forze agenti sui giunti AB , EF applicate nei punti H ed H' situati ad $\frac{1}{3}$ dai giunti, su cui sono posti a partire dagli spigoli F e B , che sono ora i maggiormente premuti.

Si troverà pertanto:

$$Q_1 = P \frac{3d' - z_i \text{sen } \varphi}{z_0 + 3m' + z_i \text{cos } \varphi} = 62,37$$

avvertendo, che d' vale d più la proiezione orizzontale del giunto d'imposta, e che m' vale m meno la proiezione verticale del medesimo giunto. La curva che si ottiene in questa 2^a ipotesi è la HH' soddisfacente essa pure alla condizione richiesta.

Passando finalmente alla 3^a e 4^a ipotesi diremo che per trovare le spinte orizzontali basterà supporre applicate le forze agenti nei punti G ed H' per la 3^a ipotesi, e nei punti H e G' per la 4^a. Troveremo così:

$$\text{Per la 3}^a \text{ ipotesi } Q' = P \frac{3d' - z_i \text{sen } \varphi}{2z_0 + 3m' + z_i \text{cos } \varphi} = 52,92$$

Per la 4ª ipotesi $Q' = P \frac{3d + z_i \operatorname{sen} \varphi}{z_0 + 3m - z_i \operatorname{cos} \varphi} = 45,67$

Le curve corrispondenti a queste due ipotesi, che sulla *fig. 9* non si sono tracciate per la loro poca importanza, nel nostro caso soddisfano pur esse alla stabilità.

Intanto si vede che dei valori delle spinte il minore è quello che corrisponde alla 1ª ipotesi, il che dimostra come sia d'essa più facile a verificarsi come si era previsto in principio.

Più sopra accennammo ad un metodo del prof. cav. *Curioni*. Lo applicheremo al nostro caso. Esso consiste nel trovare dapprima lo spessore del volto alla chiave colla formola (1): poscia nel trovare la curva d'estrados del volto essendo data quella d'intrados, il che è fatto partendo dalla considerazione che, per un punto qualunque dell'intrados, debba esistere un piano verticale passante per il punto medesimo, ed interessante la muratura del volto almeno per un'altezza z_0 , perchè possa convenientemente resistere alla spinta orizzontale: quindi è che, se dal punto d'intrados considerato si innalza una verticale lunga come z_0 , e se dall'estremo suo inferiore si conduce nel senso del raggio della curva d'intrados una retta che incontri una orizzontale passante per l'altro estremo verremo ad ottenere lo spessore di un giunto qualunque del volto; dato analiticamente dalla espressione

$$z = \frac{z_0}{\operatorname{sen} \varphi}$$

essendo:

z lo spessore ora detto;

z_0 lo spessore del giunto alla chiave;

φ l'angolo che z fa con z_0 .

Notisi che l'equazione ora posta dà $z = 2z_0$ per $\varphi = 60^\circ$, il che è consentaneo a quello, che in pratica si usa.

Trovati pertanto in tal modo i vari spessori del volto e quindi la curva d'estrados, la quale pel nostro caso trovasi coincidere quasi colla curva d'estrados effettiva, il metodo suddetto passa a verificare se la pressione, che ha luogo sugli spigoli maggiormente premuti dei diversi giunti non oltrepassa i limiti voluti dalla stabilità, poichè, se ciò succedesse, si dovrebbe convenientemente aumentare lo spessore del giunto alla chiave.

Perciò avuto il valore della spinta orizzontale, come è dato dal 2° membro dell'equazione (1), e che nel nostro caso si trova essere uguale a 42,5 rappresentata in volume, fa l'ipotesi, che essa si possa supporre applicata alla metà del giunto AC (*fig. a*) in H : e trovati i pesi gravitanti sui diversi giunti con essi successivamente la compone e trova i punti di intersezione delle successive risultanti coi giunti corrispondenti. Sia BO uno di questi giunti, M uno dei suddetti punti di intersezione. Si ha, dalla teoria, che la pressione per unità di superficie sullo spigolo B più vicino ad M e quindi maggiormente premuto è data dalla formola

$$K = 2 \left(2 - 3 \frac{y}{z} \right) \frac{T}{z}$$

essendo z lo spessore del giunto qualunque BO ;

y la distanza del punto di intersezione dallo spigolo maggiormente premuto, cioè MB ;

T la componente della risultante della spinta orizzontale e del peso che è normale al giunto considerato;

K la pressione incognita.

A determinare le quantità suddette valgono le seguenti equazioni, che dalla figura stessa facilmente si derivano:

$$y = \left(c \operatorname{tang} \theta + \frac{1}{2} z_0 + \rho_0 \right) \frac{\cos \theta}{\cos (\varphi - \theta)} - \rho_0$$

in cui $\theta = QIR$;

ρ_0 raggio dell'intrados;

z_0 spessore del giunto alla chiave;

$$\varphi = BUA;$$

$e = IH$; cioè distanza del peso P dal giunto alla chiave.

L'angolo θ sarà dato dalla relazione:

$$\text{tang } \theta = \frac{P}{Q}$$

Riguardo finalmente a T sarà somministrato dall'equazione:

$$T = R \cos(\theta - \varphi)$$

essendo:

$$R = \sqrt{P^2 + Q^2}$$

Avuto pertanto le pressioni K per ciascun giunto si vedrà se esse non sono troppo forti pel materiale di cui è formato il ponte. Intanto per calcolare le quantità surriferite per 9 giunti del semi-volto vale la Tavola **B**.

Giunti	P	Q	R	$\text{tang } \theta$	θ	φ	$\theta - \varphi$	c	y	T	z	K	n
1°	2, 66	42, 5	42, 6	0, 062	3°—35'	3°—32'	0°—3'	0, 45	0, 52	42, 55	1, 05	42, 120	1/7
2°	5, 43	42, 5	42, 8	0, 127	7°—15'	7°—4'	0°—11'	1, 05	0, 48	42, 75	1, 05	51, 282	1/6
3°	8, 24	42, 5	43, 2	0, 193	10°—37'	10°—37'	0°—20'	1, 59	0, 48	43, 15	1, 20	58, 650	1/5
4°	11, 15	42, 5	43, 9	0, 262	14°—42'	14°—9'	0°—33'	2, 16	0, 49	43, 85	1, 20	58, 100	1/5
5°	14, 40	42, 5	44, 8	0, 338	18°—42'	17°—41'	1°—1'	2, 86	0, 51	44, 75	1, 20	55, 848	1/6
6°	18, 14	42, 5	46, 2	0, 426	23°—6'	21°—14'	1°—52'	3, 49	0, 50	46, 15	1, 35	60, 698	1/5
7°	22, 30	42, 5	49, 0	0, 524	27°—41'	24°—46'	2°—35'	4, 14	0, 49	48, 90	1, 35	65, 884	1/5
8°	26, 78	42, 5	50, 2	0, 630	32°—15'	28°—22'	3°—53'	4, 75	0, 47	50, 05	1, 35	71, 040	1/4
9°	31, 50	42, 5	52, 9	0, 740	36°—32'	31°—53'	4°—39'	5, 40	0, 43	52, 68	1, 35	85, 800	1/4
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)

Notisi nella presente tabella che i valori di P furono presi dalla colonna (4) della Tavola **A**.

Dai valori di y della Tavola **B** si vede che i punti di intersezione delle diverse risultanti coi rispettivi giunti, non che cadere fuori dei giunti sono compresi tutti fra $\frac{1}{3}$ e $\frac{2}{3}$ dei giunti medesimi. La curva inoltre, che unirebbe questi punti di intersezione, presenterebbe verso il suo mezzo il minimo raggio di curvatura. Risulta ancora dai detti valori come gli spigoli maggiormente premuti siano tutti collocati sull'intrados.

Dalla colonna (14) poi in cui n deve essere dato dall'equazione:

$$n = \frac{K \cdot 2000}{650000}$$

essendo 2000 il peso del metro cubo di muratura;

650000 il coefficiente di rottura per compressione della muratura, risulta come la maggior stabilità si verifichi per gli spigoli posti verso la chiave e per quelli posti verso la metà del semivolto. I valori un po' grandi poi, che pel coefficiente n si sono avuti, massime per gli spigoli posti all'imposta, risultano convenienti qualora si consideri che essi si verificano non per interi giunti, ma solo per uno dei loro spigoli e che inoltre sarebbero risultati minori, se non si fosse preso il coefficiente di rottura forse un po' troppo piccolo per la natura dei mattoni di cui il volto è composto.

Delle Pile e delle Spalle.

Larghe all'imposta m. 2, 80 scendono le pile colla scarpa di $\frac{1}{20}$ fino ad acquistare la larghezza di m. 3, 20 nelle quattro che sono situate a destra della corrente e di m. 3, 30 nelle restanti; essendo che le prime sono alte m. 4 e le altre m. 5 per ragioni, che appariranno parlando dell'altezza del calcestruzzo nelle fondamenta

e della quota, che la base sua inferiore ha sì nelle une che nelle altre pile.

Il cappello dei rostri ha origine a m. 0,40 al disopra della linea d'imposta dei volti, ed è alto m. 1,27. Termina superiormente con un mezzo cono ed è circondato da un fascione alto m. 0,50 presentando un assieme, che contribuisce all'aspetto severo del ponte.

Per risparmio di materiale non si fecero pile doppie preferendo di armare contemporaneamente parecchi volti e disarmandone uno quando il medesimo era condotto a termine, quello dopo quasi finito e gli altri incominciati; metodo questo che, per la cura con cui furono eseguiti i lavori, non fece lamentare danno veruno, sebbene l'occasione non mancasse nelle grandi piene dell'ultimo ottobre (1868), durante il quale seguivano i lavori per la costruzione dei volti.

E questo si deve anche in gran parte alla molta resistenza delle pile al rovesciamento confermato in certo modo dal valore del coefficiente di stabilità per compressione, che per esse andremo ora a trovare mediante la formola

$$n = \frac{P}{R \Omega}$$

in cui P è il peso sopportato da una pila espresso in kg.;

R il coefficiente di rottura per compressione riferito al mq.;

Ω l'area resistente della pila espressa in mq.;

n il coefficiente di stabilità.

Prendendo per Ω una lista rettangolare della sezione orizzontale, passante per l'imposta, lunga m. 2,80 come è larga la pila in tal sito, profonda l'unità e collocata sotto le traversine. È chiaro allora (fig. 9°) che il peso gravitante su questa lista varrà due volte il peso rappresentato dalla figura $A B C D E F$ più quello rappresentato dalla figura $A B C L M N$.

Sostituendo adunque nella formola scritta per P ed Ω i valori ora indicati e ponendo $R = 650000$ si troverà

$$n = \frac{141530}{650000 \cdot 2,80} = 1/12$$

Passiamo ora a verificare la stabilità delle spalle, il cui spessore è di m. 9,40, e di cui l'altezza è di m. 5. Tralasciando di verificare la stabilità per rapporto alla compressione; poichè di essa a sufficienza risponde quella, che abbiamo trovato per le pile, cominceremo a verificarla per rapporto al rovesciamento, che la spinta orizzontale tende a produrre intorno allo spigolo più lontano e più basso di una spalla per rispetto al punto d'applicazione della spinta medesima.

Ponendo che il momento rovesciante deve essere uguale al momento resistente moltiplicato per un certo coefficiente di stabilità avremo l'equazione

$$Qh = n(Pb + P'b')$$

essendo Q la spinta orizzontale;

h il suo braccio, cioè l'altezza della spalla più la proiezione verticale d'un terzo del giunto all'imposta;

P il peso del semi-volto applicato nello stesso punto del giunto all'imposta, in cui è applicata la spinta Q ;

b il suo braccio;

P' il peso della spalla più quello del carico sovrincombente;

b' il suo braccio;

n il coefficiente di stabilità per rovesciamento.

Sostituendo i valori particolari del nostro caso si avrà:

$$n = \frac{40,1 \cdot 5,43}{31,5 \cdot 9,17 + 88,4 \cdot 4,56} = 0,3$$

Considerando finalmente l'equazione relativa alla stabilità per attrito, riferendoci alla superficie di separazione tra la spalla ed il calcestruzzo, che le serve di base essa sarà:

$$Q = n f(P + P')$$

essendo f il coefficiente di attrito per le murature.

Nel nostro caso avremo:

$$n = \frac{40,1}{0,75(31,5 + 88,4)} = 0,5.$$

I due valori trovati di n non discostandosi dai limiti 0,4 e 0,8, che in pratica si assegnano a tale coefficiente, se non per accostarsi a valori indicanti maggior stabilità, così diremo che questa è soddisfatta.

Più sopra abbiamo nominato le armature del ponte. Trovano qui luogo due parole in proposito. Esse furono composte per ogni volto di 10 cavalletti posti ad egual distanza fra loro. Ogni cavalletto è a sbalzo come si vede nella figura 8^a, in cui se ne è rappresentato metà in elevazione. Gli apparecchi di disarmo sono cunei. Il legname impiegato è tutto di essenza dolce, se si eccettuino gli ometti e le candele che dovendo resistere rispettivamente allo sforzo di trazione e di pressione più delle altre parti sono in larice rosso.

Delle fondazioni.

Il fondo del fiume si trovò formato di sabbia lavata e di ciottoli fino alla profondità di circa 26 metri. Nè ciò deve far meraviglia, anzi questo è, non che per tutte le sezioni del fiume Sesia, altresì per tutta la grande plaga di terreno confinata dall'Alpi, dall'Adriatico e dal Po, essendo questo terreno diluviale, che la Geologia spiega coll'esistenza di antichi ed immensi torrenti portanti dall'Alpi verso il Po i detriti delle rocce Alpine. Profonde escavazioni adunque per posare le fondazioni del ponte sarebbero riuscite di poca utilità; cosicchè fu creduto sufficiente farle col metodo dei cassoni basando la superficie inferiore del calcestruzzo ad 1 metro di profondità sotto il letto del fiume in corrispondenza della quota 97 sul livello del mare e ciò per le 11 pile che trovandosi a sinistra della corrente ne risentono meno l'effetto per essere quivi l'acqua molto bassa. Per le altre 4 pile la base suddetta fu posta 1 metro più sotto (*fig. 7^a*), cioè alla quota 96, asse-

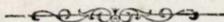
gnando al calcestruzzo una potenza di m. 4 doppia di quella data alle altre pile. — Non in questo solo differenziano le fondazioni delle 4 pile suddette, ma ancora nella forma in punta (*fig. 6°*), che si diede alla parte di esse posta sopra-corrente, e per essere circondata da una fila di pali lontana m. 2 dalla paratia delle fondazioni, la quale ha lo scopo di ritenere meglio i massi componenti una scogliera di difesa contro le corrosioni dell'acqua. Queste scogliere sono composte per tutte le pile di massi in parte artificiali ed in parte naturali. Sarebbero stati convenienti solo questi ultimi pel loro maggior peso (2800 kg. per mc.): ma avuto riguardo al loro trasporto, che portava ad essere il loro prezzo doppio di quello dei massi artificialmente fatti nel cantiere stesso, si fece uso anche dei primi quantunque di molto minor peso (1800 kg.)

Il calcestruzzo, nella cui composizione si introdusse anche della pozzolana, si colò nei cassoni mediante una cassa parallelepipedica in legno portante internamente dei piani inclinati colle faccie di di circa 45° e disposte in modo alterno. L'orlo esterno del calcestruzzo si allontana di m. 0,50 dal perimetro della base delle pile. La quantità che ne fu impiegata nelle fondazioni, risulta dalla seguente tabella:

N° dei mc. di calcestruzzo	sotto ciascuna delle prime 11 pile	122
" "	" sotto le 11 pile.....	1342
" "	" sotto ciascuna delle ultime 4 pile	236
" "	" sotto le 4 pile.....	944
" "	" sotto ciascuna spalla.....	295
" "	" sotto ambedue le spalle.....	590
Totale mc.		2876

Concludiamo. I volti, le pile e le spalle sono, secondo i calcoli fatti, stabili. In favore poi della stabilità delle fondazioni si può osservare che in nessuna parte del ponte si verificò finora cedimento alcuno, nemmeno vicino alle spalle nonostante l'enorme peso loro di 1309 tonnellate. Non bisogna però dimenticare che il terreno, su cui è costruito, è terreno diluviale; quindi è che se mai qualche anormalità si verificasse nel ponte, è nelle fondazioni che probabilmente se ne troverà la causa, come del resto accade in quasi tutti i ponti. Valga in proposito quanto *John Weale* osserva in una sua raccolta intitolata *Bridges*.* « The solidity of a bridge depends almost entirely on the manner in which its foundations are laid..... Experience has proved, that many bridges either decay, or are swept away by sudden floods by reason of defective mode of fixing their foundations; while very few suffer from an unskilful construction of the piles or arches. »

M. L.



* La solidità di un ponte dipende quasi interamente dalla maniera in cui sono poste le sue fondazioni..... L'esperienza provò, che molti ponti o rovinano, oppure sono portati via da improvvise piene per modo difettoso di fissarne le fondazioni; mentre pochi ripetono danno da non adatta costruzione delle pile o degli archi

TESI LIBERE

MECCANICA APPLICATA ED IDRAULICA PRATICA.

Teorema di Torricelli sull'efflusso di un liquido da un vaso.

COSTRUZIONI CIVILI, IDRAULICHE E STRADALI.

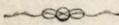
Deduzione delle formole fondamentali della flessione.

MACCHINE A VAPORE E FERROVIE.

Resistenza alla trazione di un convoglio sopra una via ferrata in curva ed in pendenza.

GEOMETRIA PRATICA.

Operazioni planimetriche ed altimetriche da eseguirsi pel tracciamento e per l'esecuzione d'una galleria per via ferrata.



Si abbiano i miei più sinceri ringraziamenti il sig. ingegnere **ULISSE MINARELLI** Direttore nei lavori della ferrovia Asti-Casale-Mortara, ed il sig. ing. **PIETRO VIANI** per avermi cortesemente somministrato i dati necessari alla compilazione della presente dissertazione.

M. L.

PONTE IN MURATURA DI SEDICI ARCHI SUL FIUME SESIA

Fig. 1.^a
Prospetto

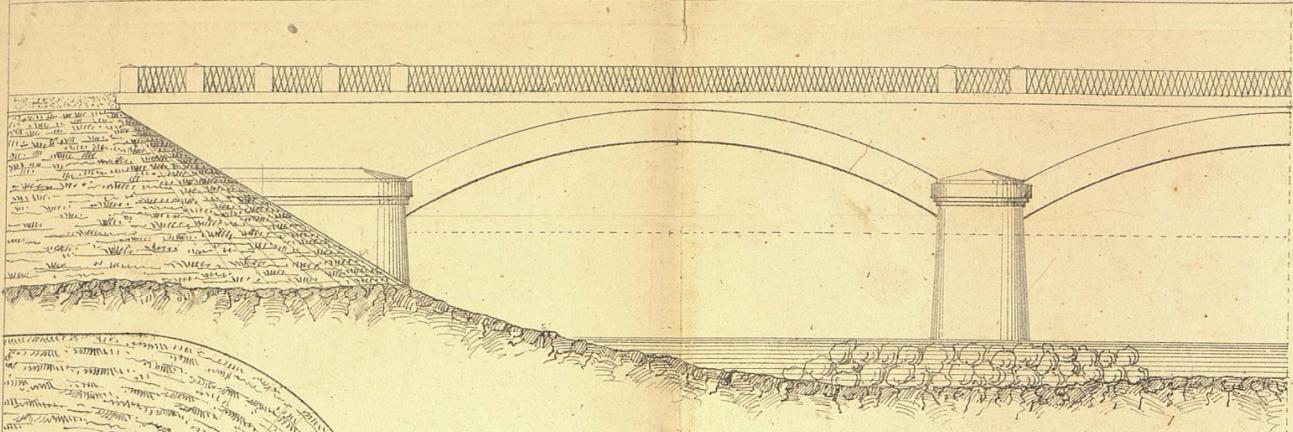


Fig. 3.^a
Pianta ad opera finita

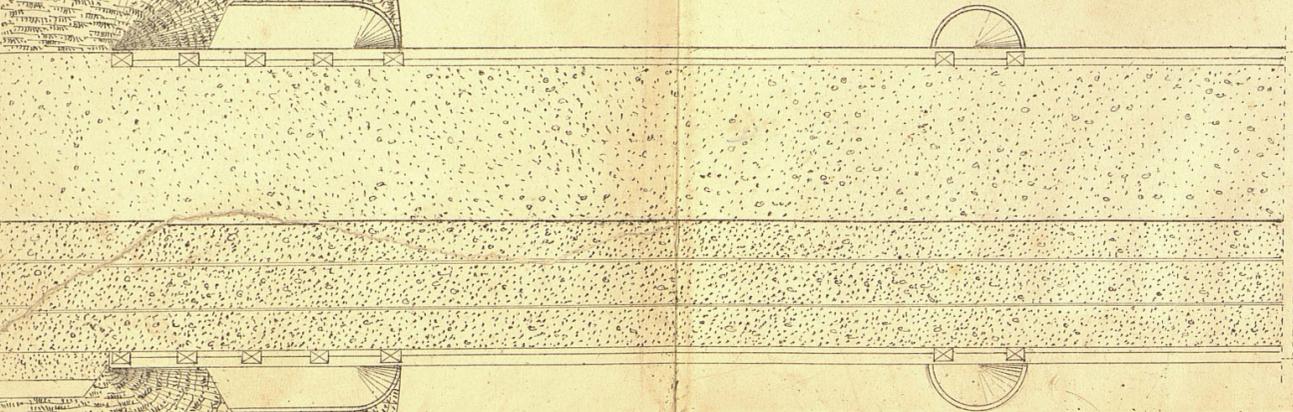


Fig. 6.^a

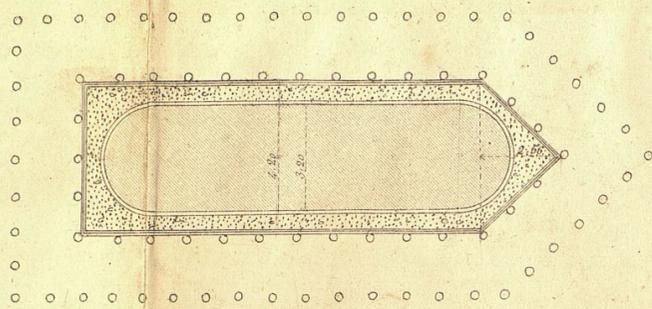


Fig. 5.^a
Sezione Trasversale

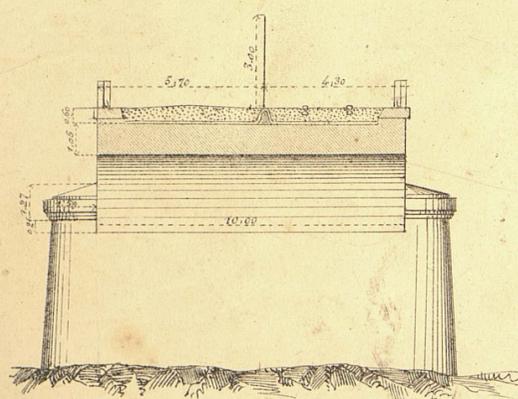


Fig. 7.^a

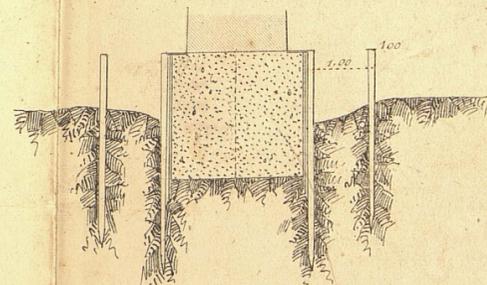


Fig. 2.^a
Sezione Longitudinale

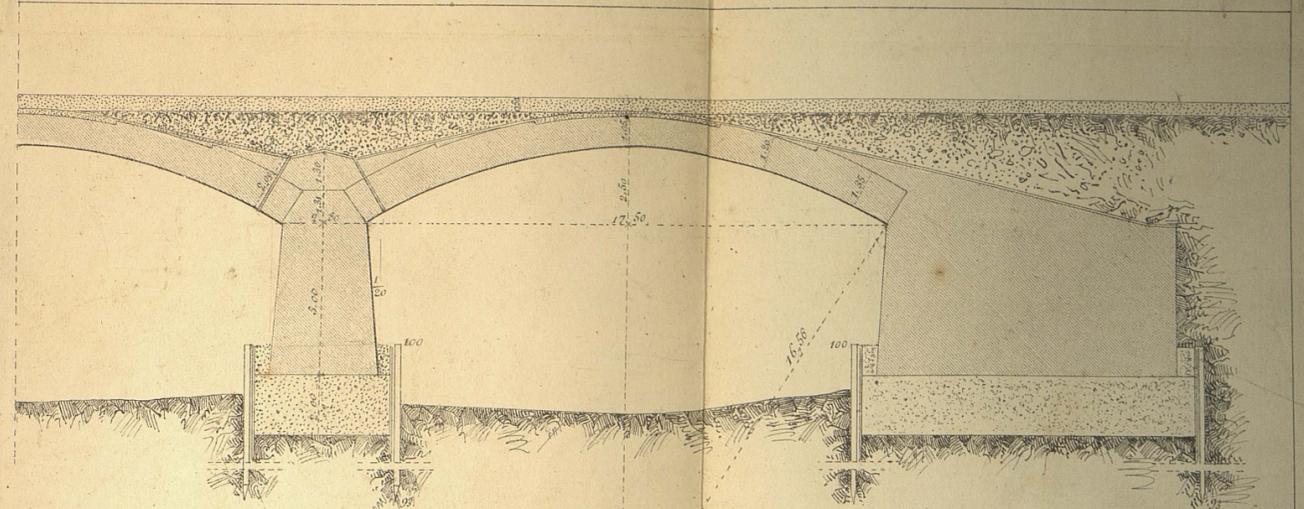


Fig. (a)

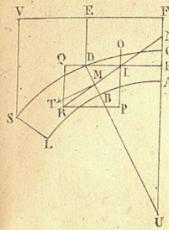


Fig. 4.^a

Pianta al di sopra del piano di fondazione

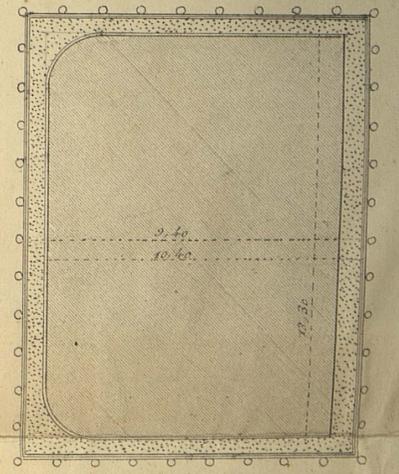
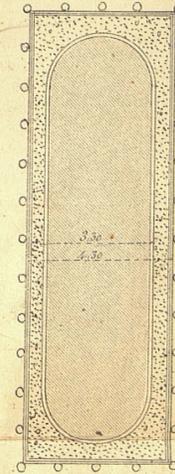


Fig. 8.^a

Armatura in Elevazione

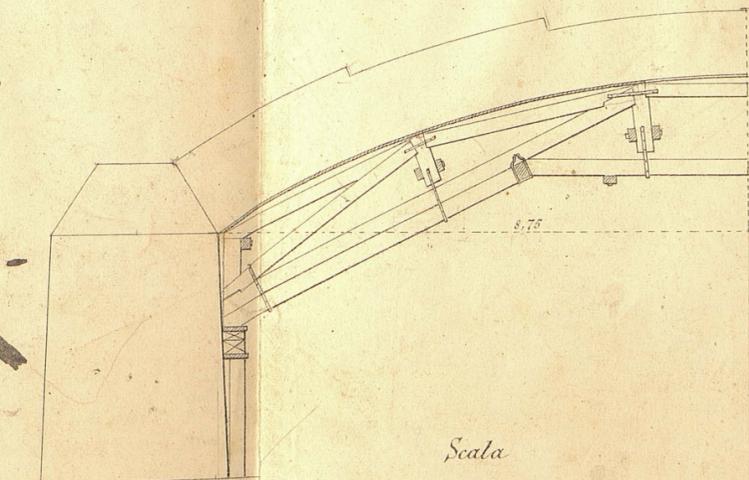
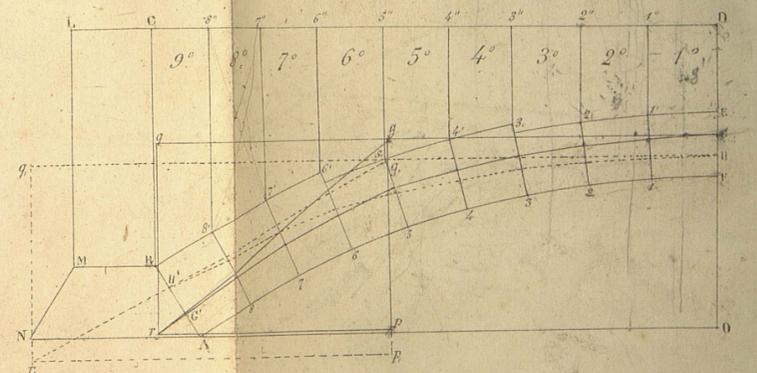


Fig. 9.^a

Curve delle pressioni



Scala

di 500 per le Fig. 1.^a 2.^a 3.^a 4.^a 5.^a 6.^a 7.^a
di 100 per le Fig. 8.^a e 9.^a

Leopoldo Marfengo dis.